文章编号:1000-4939(2023)02-0350-14

钢连梁-部分外包组合剪力墙弱节点抗震性能研究

贺小刚[1],石韵[2],苏明周[1,3],陈锘[1]

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院,710055 西安;2. 西安石油大学机械工程学院,710065 西安;
3. 西安建筑科技大学国家级土木工程实验教学中心,710055 西安)

摘　要:为研究钢连梁-部分外包组合剪力墙弱节点的抗震性能,设计出钢连梁-部分外包组合剪力墙模型试件。通过有限元软件 ABAQUS,对其进行低周往复加载数值模拟,研究混凝土强度、水平加劲肋和竖向加劲肋构造形式、连梁跨高比等因素对节点抗震性能的影响。分析表明:钢连梁-部分外包组合剪力墙节点抗震性能优良,滞回曲线饱满且稳定,位移延性系数大于 3,跨高比不大于 3.8 的试件梁端极限转角均达到 0.05 rad,节点试件延性较好;混凝土强度的提高能够提高节点试件初始刚度,水平加劲肋和竖向加劲肋的设置提高了对墙肢混凝土的约束作用,能够有效阻止裂缝扩展速度。加劲肋是节点区域应力传递的有效途径,加劲肋的设置使节点区的应力能够平稳传递到相邻区域,降低了加载后期荷载下降速度,提升了节点抗震性能;随着连梁跨高比的增加,节点的承载力和刚度降低。当连梁跨高比大于 3.8 时,梁端极限转角由 0.05 rad 降至 0.03 rad。

关键词:钢连梁;混合联肢 PEC 墙;弱节点;抗震性能;有限元分析

中图分类号:TU391　　**文献标志码:**A　　**DOI:**10.11776/j.issn.1000-4939.2023.02.013

Study on seismic performance of weak joints in steel coupling beam-partially encased composite shear wall

HE Xiaogang[1], SHI Yun[2], SU Mingzhou[1,3], CHEN Nuo[1]

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, 710055 Xi'an, China;
2. School of Mechanical Engineering, Xi'an Shiyou University, 710065 Xi'an, China;
3. National Experimental Teaching Demonstration Center for Civil Engineering(XAUAT), 710055 Xi'an, China)

Abstract: In order to study the seismic performance of weak joints of steel coupling beam-partially enclosed composite shear wall, a model specimen of the steel coupling beam-partially enclosed composite shear wall was designed, and the low-cycle reciprocating loading numerical simulation was carried out through the finite element software ABAQUS. The influences of factors such as concrete strength, the details horizontal stiffener and vertical stiffener, and span-to-height ratio of connecting beams on the seismic performance of joints are studied. The analysis results show that the steel coupling beam-partially enclosed

收稿日期:2021-09-23　　**修回日期:**2022-08-10
基金项目:国家自然科学基金资助项目(No. 51908461);陕西省高校科协青年人才托举计划(No. 20200426)
通信作者:苏明周,教授。E-mail: hxg@xauat.edu.cn
引用格式:贺小刚,石韵,苏明周,等. 钢连梁-部分外包组合剪力墙弱节点抗震性能研究[J]. 应用力学学报,2023,40(2):350-363.
HE Xiaogang, SHI Yun, SU Mingzhou, et al. Study on seismic performance of weak joints in steel coupling beam-partially encased composite shear wall[J]. Chinese journal of applied mechanics, 2023, 40(2):350-363.

composite shear wall joint has excellent seismic performance, the hysteretic curve is full and stable, the displacement ductility coefficient is greater than 3, the limit angle of the beam end of some specimens can reach 0.05 rad, and the specimen ductility is good. The increase of concrete strength can improve the initial stiffness of joint specimen. The setting of horizontal stiffeners and vertical stiffeners improves the restraint effect on the wall concrete and can effectively prevent the crack propagation speed. The setting of stiffener is an effective way of stress transfer in the joint area, which enables the stress in the joint area to be smoothly transferred to the adjacent area, reduces the load drop speed in the later stage of loading, and improves the seismic performance of the joint as the span-to-height ratio of the connecting beam increases When the span-to-height ratio of the connecting beam is greater than 3.8, the limit angle of the beam end is reduced from 0.05 rad to 0.03 rad.

Key words: steel coupling beam; hybrid coupled PEC wall; weak joint; seismic performance; finite element analysis

部分外包钢-混凝土组合结构(partially encased composite structure, PEC)，是从钢-混凝土组合结构发展而来的一种新型结构体系。国内外学者针对PEC结构的力学性能和受力机理展开了系列研究。ELNASHAI 等[1-2]，方有珍等[3-6]对不同类型截面PEC柱的抗震性能开展了试验和有限元研究，结果均表明，PEC柱充分利用钢材和混凝土各自的优点，在不同加载条件下均具有优异的抗震性能，适用于地震高烈度区。除了PEC柱以外，PEC梁的性能也受到研究人员的关注。KINDMANN 等[7]研究了翼缘间嵌入的混凝土对PEC梁力学性能的影响，得到了嵌入混凝土对PEC梁极限抗弯、抗剪承载力以及变形能力利均起积极作用的结论。CHEN 等[8]对PEC梁在纯弯和弯剪受力状态下的力学性能进行了试验研究，表明在循环荷载作用下，PEC梁表现出良好的延性和优越的耗能能力。上述研究结果表明，PEC构件不仅能增大构件刚度和强度，延缓钢板局部屈曲，提高构件的抗震性能，而且还具有连接简单、施工迅速、装配化程度高等优点。在实践中得到了广泛的应用，如绍兴市行政中心的配套住宅，如图1所示。

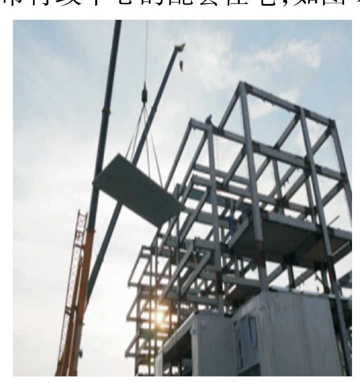


图 1　绍兴市行政中心配套住宅

Fig. 1　Housing of Shaoxing administrative center

基于PEC结构展现出的优越性能，周雨楠[9-10]、张其林等[11]设计了4片不同构造措施的PEC剪力墙试件，并对其展开抗震性能试验研究。结果表明，PEC剪力墙具有良好的耗能能力和延性，抗震性能良好。万馨等[12]利用有限元软件ABAQUS分析了轴压比、连梁跨高比对钢板混凝土组合剪力墙-钢连梁外肋板节点抗震性能的影响，研究表明，轴压比对节点承载力和延性影响较小，而连梁跨高比越大，承载力越低，延性呈上升趋势。随后，课题组[13-14]进行了混合联肢PEC墙节点的抗震性能研究，如图2～3所示。研究表明，将两片PEC剪力墙采用剪切型钢连梁进行连接，能够实现两阶段抗震设防的要求，其滞回曲线饱满且稳定。但该结构节点的设计参考了《组合结构设计规范》(JGJ138－2016)[15]中型钢混凝土框架节点的设计及构造要求，与实际情况有较大出入。

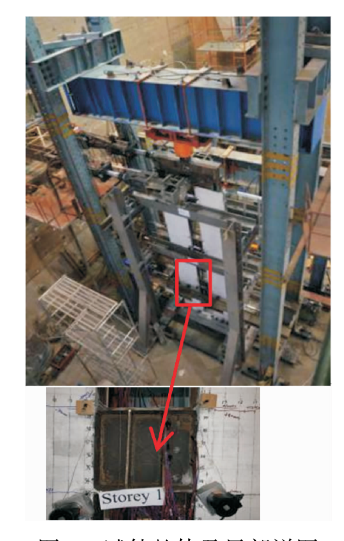


图 2　试件整体及局部详图

Fig. 2　Full and partial details of the specimen

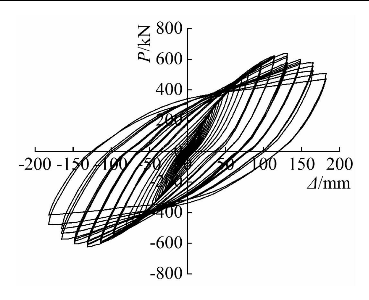


图3 整体试验滞回曲线

Fig. 3 Overall test hysteresis curve

为了研究钢连梁-部分外包组合剪力墙节点的抗震性能,通过大型通用有限元软件ABAQUS,建立钢连梁-混合联肢PEC墙全焊接弱节点模型,对其进行低周往复加载,研究混凝土强度、水平加劲肋和竖向加劲肋设置、连梁跨高比等因素对钢连梁-混合联肢PEC墙节点抗震性能的影响,为后续的节点拟静力试验及节点承载力研究提供依据。

1 试件设计

试件的原型结构为文献[13]的3层混合联肢PEC墙结构,选取其上下各半层墙肢和半跨钢连梁连接节点进行研究。考虑到节点试验中墙体高度对节点性能影响较小,因此剪力墙高度较原型结构适当减少,墙体尺寸为2 200×1 000×220。钢材采用Q235B级钢材,拉结钢筋采用HRB400。

共设计了7个足尺节点试件,编号分别为BASE-1、TEST-2~TEST-7。钢连梁按照《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99-2015)[16]中对于偏心支撑框架耗能梁段的设计要求进行设计,钢连梁腹板加劲肋的设计依据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)[17]中关于偏心支撑框架中消能梁段加劲肋的设计方法进行设计。节点承载力依据文献[18]进行计算,结果见表1。

试件BASE-1形式及基本尺寸如图4所示。其余试件在BASE-1的基础上,根据不同节点构造形式分为TEST-2~TEST-7。TEST-2试件是为了考察混凝土强度对钢连梁-混合联肢PEC剪力墙节点抗震性能的影响,混凝土强度取为C30,其余参数保持不变。

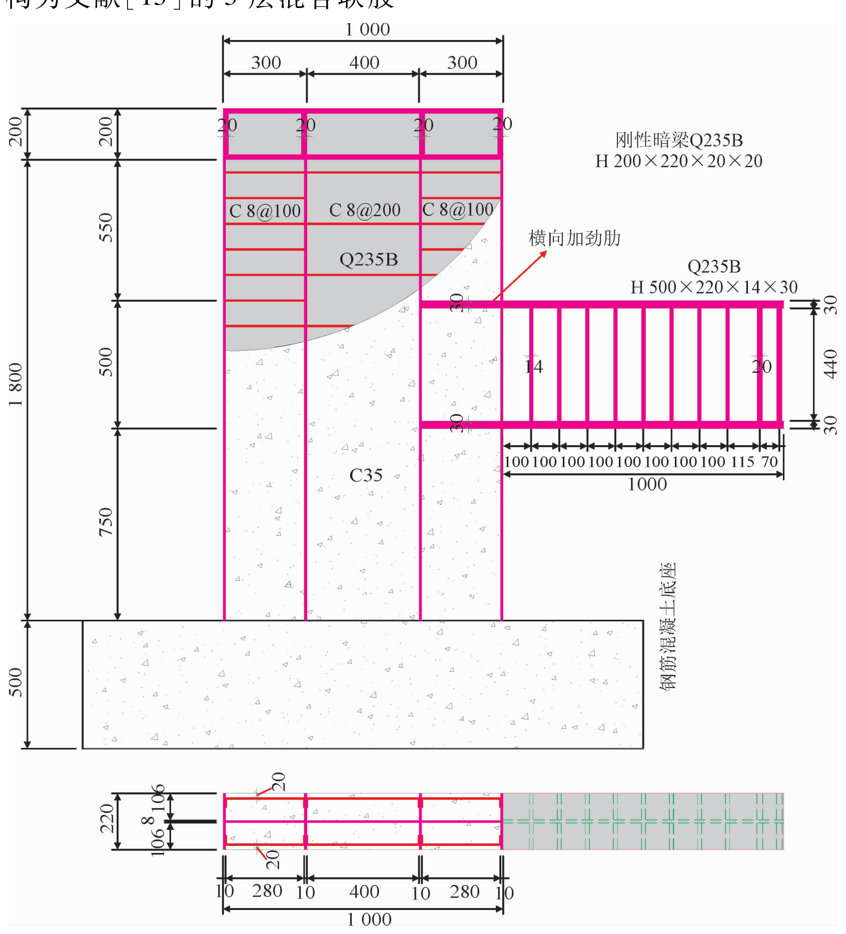


图4 BASE-1试件

Fig. 4 BASE-1 specimen

表 1　试件设计参数

Tab. 1　Design parameters of specimens

试件	墙肢截面/mm	钢连梁截面/mm	$L(n)$/mm	混凝土强度/MPa	H	D/mm	V_j/kN	V_b/kN	节点类型
BASE-1	2 200×1 000×220	H 500×220×14×30	1 900(3.8)	C35	否	300-400-300	704.99	839.61	弱节点
TEST-2	2 200×1 000×220	H 500×220×14×30	1 900(3.8)	C30	否	300-400-300	685.15	839.61	弱节点
TEST-3	2 200×1 000×220	H 500×220×14×30	1 900(3.8)	C35	是	300-400-300	704.99	839.61	弱节点
TEST-4	2 200×1 000×220	H 500×220×14×30	1 900(3.8)	C35	否	300-200-200-300	704.99	839.61	弱节点
TEST-5	2 200×1 000×220	H 500×220×14×30	1 400(2.8)	C35	否	300-400-300	956.77	839.61	强节点
TEST-6	2 200×1 000×220	H 500×220×14×30	2 400(4.8)	C35	否	300-400-300	558.12	839.61	弱节点
TEST-7	2 200×1 000×220	H 500×220×14×30	3 000(6.0)	C35	否	300-400-300	446.49	839.61	弱节点

注：L—钢连梁跨度，n—连梁跨高比；H—墙肢水平加劲肋是否通长；D—墙肢区格水平尺寸；V_j—节点域抗剪承载力对应的连梁端部剪力；V_b—钢连梁承载力。

TEST-3 试件是为了考察通长水平加劲肋的设置对节点及其相邻区域抗震性能的影响。TEST-4 试件是为了考察竖向加劲肋对节点区抗震性能的影响。为了研究连梁跨高比及节点类型对节点区抗震性能的影响，设计试件 TEST-5 ~ TEST-7，各试件的具体尺寸见表 1。由于 TEST-2 和 TEST-5 ~ TEST-7 只是混凝土强度和连梁长度发生了变化，其余参数保持不变，故不再列其详图，其余试件如图 5 ~ 6 所示。

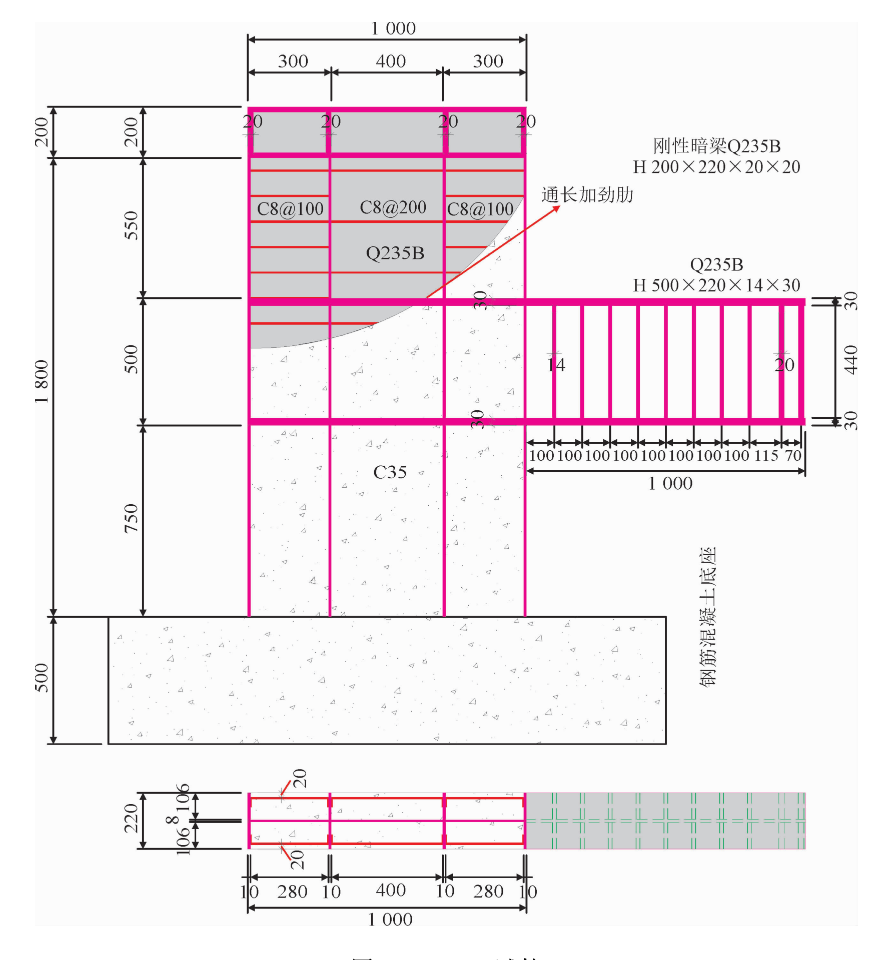


图 5　TEST-3 试件

Fig. 5 TEST-3 specimen

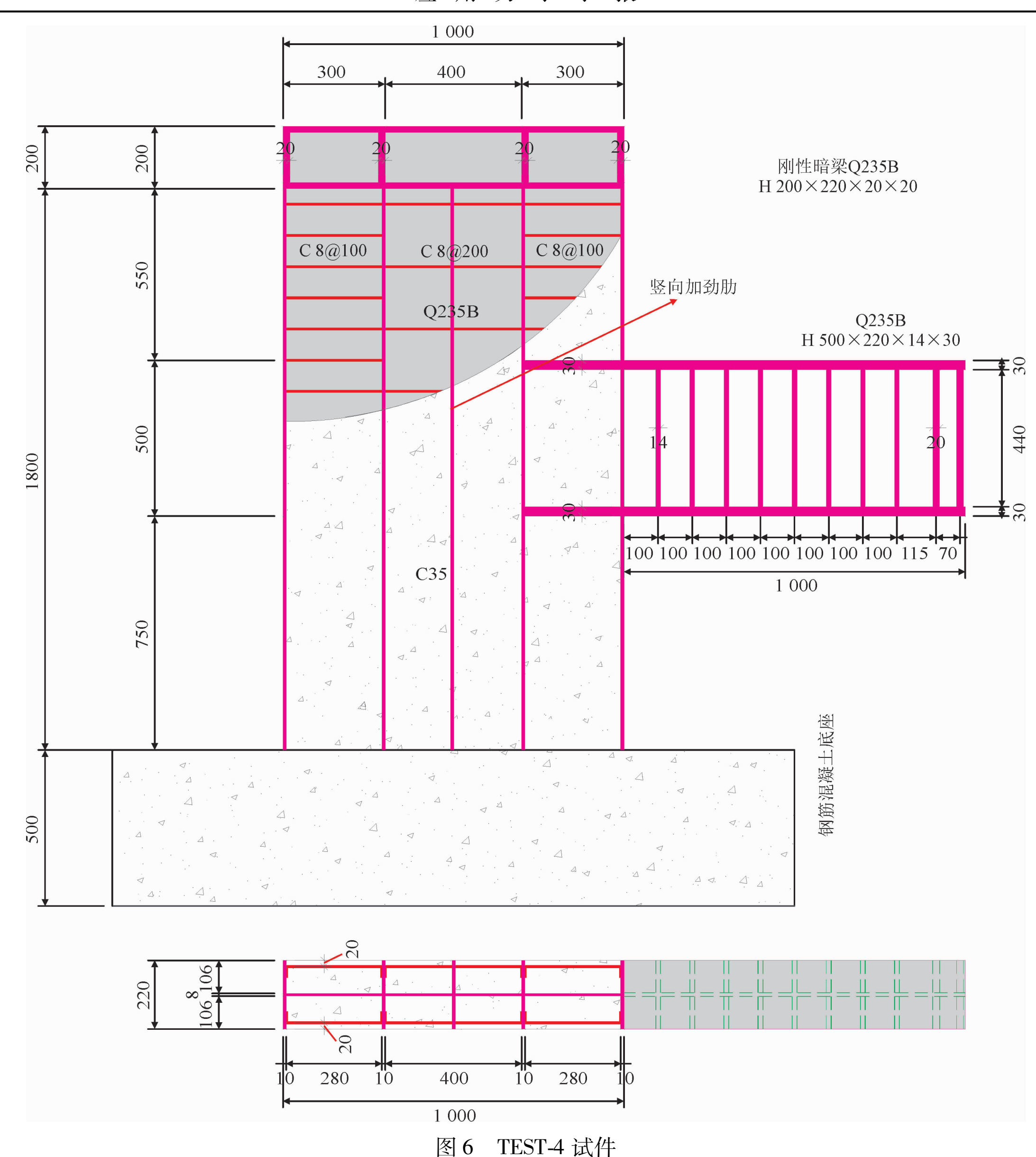


图6　TEST-4试件

Fig. 6　TEST-4 specimen

2　有限元模型建立

2.1　材料本构关系

本研究参数分析所用钢材及钢筋均为双线性随动强化模型，屈服强度采用标准值，其中，钢板的密度7 850 kg/m^3，弹性模量2.06×10^5 N/mm^2，泊松比0.3。拉结钢筋密度7 850 kg/m^3，弹性模量1.8×10^5 N/mm^2，泊松比0.3。混凝土采用ABAQUS中自带的塑性损伤模型，混凝土采用强度标准值。混凝土密度2 360 kg/m^3，弹性模量取3.0×10^4 N/mm^2，泊松比为0.2。其剪胀角和偏心率分别取38°和0.1，f_{bo}/f_{co}为1.16，其中f_{bo}为混凝土双轴抗压强度，f_{co}为单轴抗压强度，拉压子午面上第二应力不变量之比$K_c=0.666\ 67$，黏性系数取0.005。

2.2　单元类型和边界条件

有限元模拟时，PEC墙内钢骨、刚性分配梁、加劲肋以及钢连梁均采用S4R单元，拉结钢筋采用B31单元，混凝土采用C3D8R单元。钢板之间的焊接采用“merge”功能实现，混凝土与拉结钢筋采用“Embedded region”功能模拟，考虑到混凝土与钢板之间的存在相对滑动，故定义法向为硬接触，切向采用库伦摩擦，摩擦系数取0.45。

将墙肢底部和连梁端部分别耦合于一点，方便

施加约束。墙肢底部采用固端约束。由于试件墙肢较短,故不需要考虑平面外失稳。加载模型如图 7 所示。加载条件为:第一步在刚性加载梁上施加轴压比为 0.1 的竖向均布荷载,模拟上部结构传递到墙肢的轴向压力;第二步在连梁端部施加往复荷载,全程采用位移控制,试件屈服前按 0.25Δ_y 增量进行加载,每级荷载循环 1 圈,屈服后按 Δ_y 增量进行加载,每级荷载循环 2 圈,当承载力降低到极限承载力的 85% 或梁端极限转角达到 0.05 rad[1] 时停止加载,具体加载制度如图 8 所示。

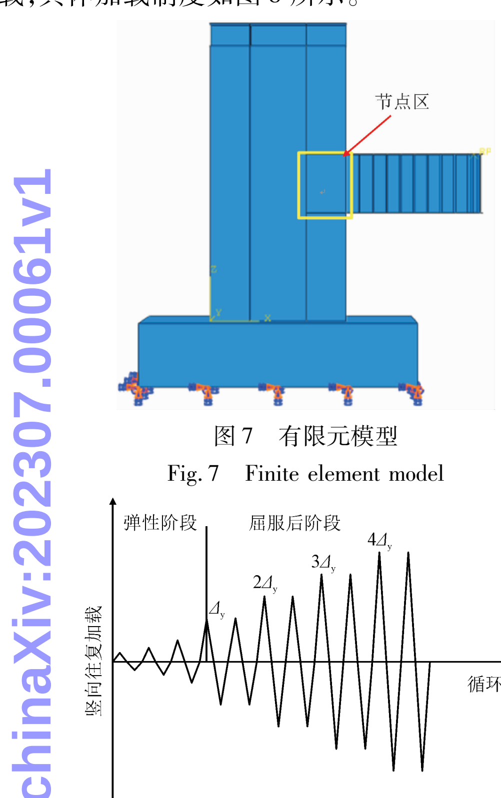


图 7　有限元模型

Fig. 7　Finite element model

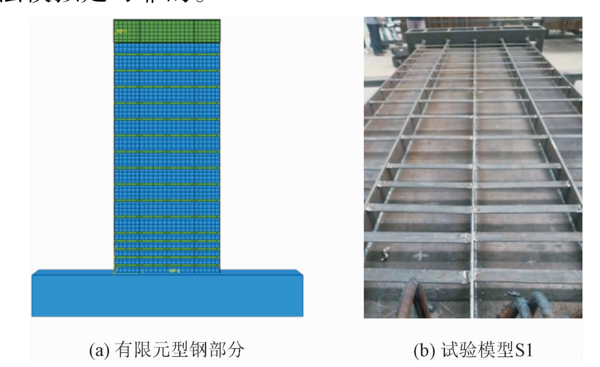
图 8　加载制度

Fig. 8　Loading system

2.3　有限元模型验证

为了验证模型的可靠性,采用上述建模方法,选取文献[11]中 PEC 剪力墙试件 S1 进行有限元模拟,材料参数采用文献[11]中的试验值,有限元模型与试验模型如图 9 所示。

根据有限元模拟结果,得出试件的荷载-位移曲线,如图 10 所示,并与试验所得滞回曲线进行比对,可以发现,二者的极限荷载和极限位移基本吻合,二者均在位移为 30 mm 达到极限荷载,文献[11]中 S1 试件的极限水平荷载为 1 019.7 kN,而有限元模拟所得极限荷载为 932.0 kN,有限元模拟与试验结果相差 8.6%;图 11 也给出了试验和有限元模拟时,混凝土的受压破坏情况,从图中可以看出,二者破坏位置均发生在墙肢底部。由此判断采用上述有限元方法模拟是可靠的。



(a) 有限元型钢部分　　(b) 试验模型S1

图 9　模型对比

Fig. 9　Comparison of models

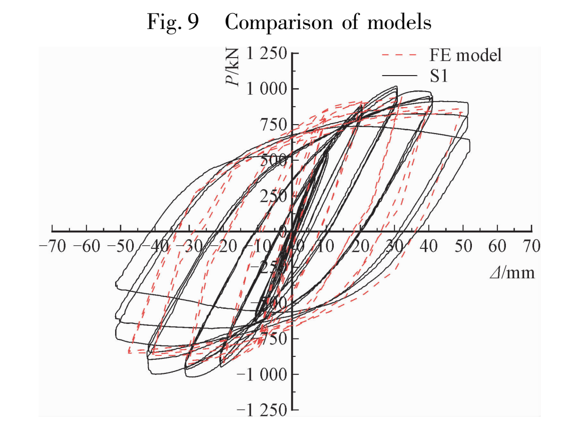
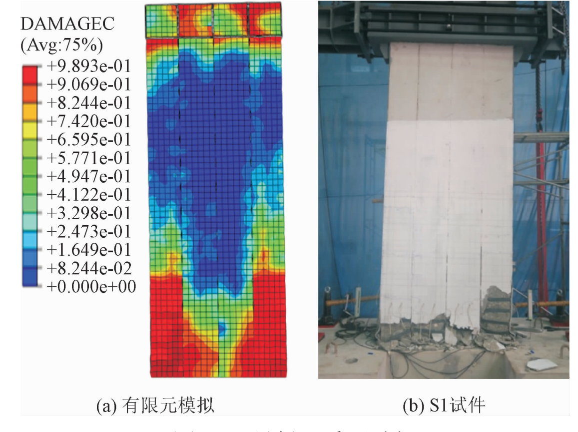


图 10　滞回曲线对比

Fig. 10　Comparison of hysteresis curves



(a) 有限元模拟　　(b) S1试件

图 11　混凝土受压破坏

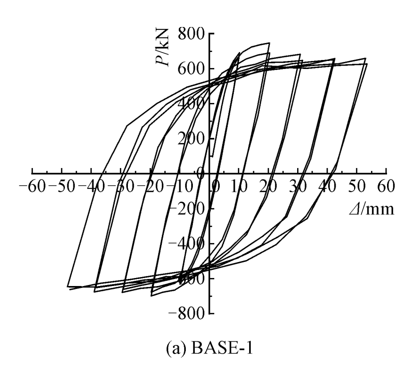
Fig. 11　Damage of concrete under compression

3　有限元结果分析

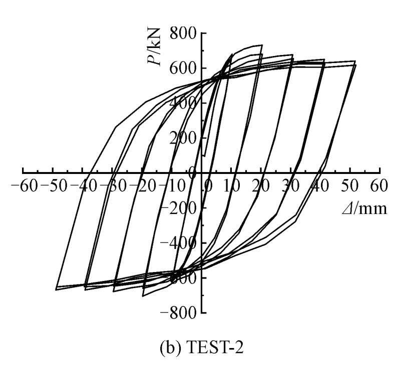
3.1　滞回性能分析

试件 BASE-1 和 TEST-2 ~ TEST-7 的滞回曲线及

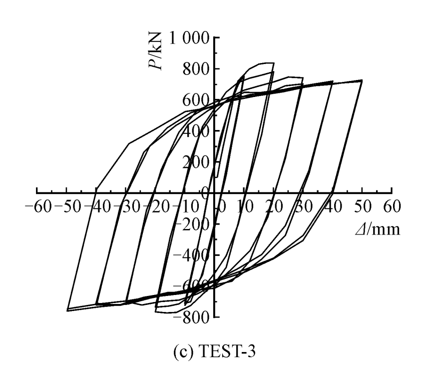
各类试件的骨架曲线对比如图 12 ~ 13 所示。根据骨架曲线,采用通用屈服弯矩法,得出梁端屈服荷载 P_y 及其对应的位移 Δ_y、极限荷载 P_m 及其对应的位移 Δ_m、破坏荷载 P_u 及其对应的位移 Δ_u(破坏荷载定义为当荷载达到极限荷载的 85% 或梁端极限转角达到 0.05 rad)。位移延性系数 μ 由试件的破坏位移与屈服位移之比来确定。表 2 给出了各试件在各特征点的承载力、位移延性系数及梁端极限转角。



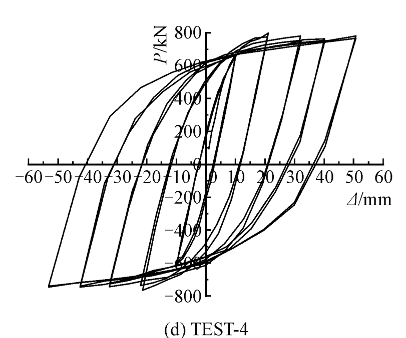
(a) BASE-1



(b) TEST-2



(c) TEST-3



(d) TEST-4

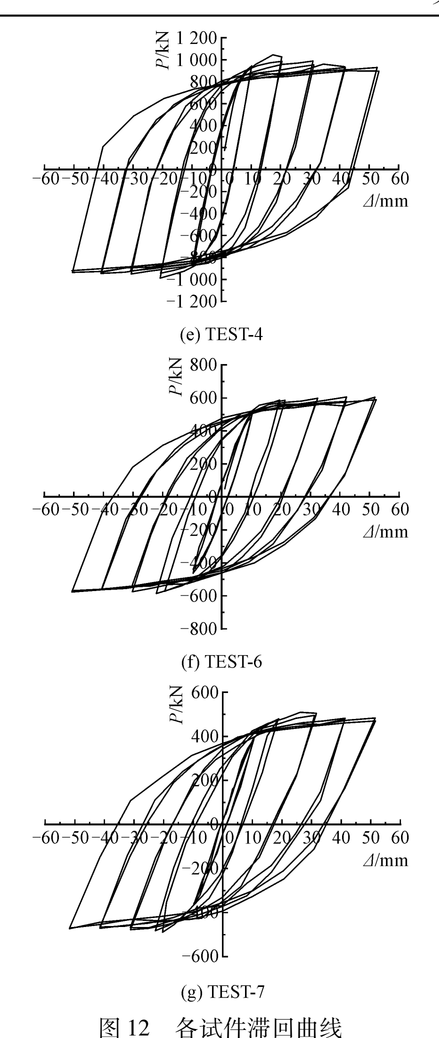


图 12 各试件滞回曲线

Fig. 12 Hysteretic curve of each specimen

由图 12、图 13 和表 2 可知:

1)7 个试件的滞回曲线(图 12)在形状上均呈梭形,滞回环饱满且无捏缩现象。在弹性阶段,各试件的荷载-位移曲线均呈直线,无残余变形。随着位移荷载的增加,节点区域开始逐渐屈服(图 14),试件残余变形增大,节点刚度也在逐渐下降,但荷载有一定提升。每级荷载循环下,各试件的滞回曲线基本重合,其强度基本不退化。总体上看,该节点变形能力良好,耗能能力强,承载力稳定。

2)对比 TEST-2 和 BASE-1 试件,可以发现二者的滞回曲线(图 12a、12b)和骨架曲线(图 13a)基本重合,在达到屈服、极限和破坏状态时对应的位移相近,混凝土强度由 C35 降为 C30 后,TEST-2 对应的极限荷载相较于 BASE-1 低 3.8%,说明混凝土强度的变化对滞回曲线和骨架曲线的影响较小。

3)对比 TEST-3 和 BASE-1 试件,由于 TEST-3 设置了通长水平加劲肋,提高了对混凝土的约束,同时也帮助节点区域传递局部应力(图 18),使得极限

承载力提高了 9.3%。但是由于水平加劲肋的通长设置提高了节点区域的刚度，降低了节点变形能力，导致位移延性系数降低 6.2%。

4）试件 TEST-4 在墙肢腹板增加了一道竖向加劲肋，节点区的承载力在每级荷载循环下，过渡更为平缓，较为稳定（图 20），这是因为竖向加劲肋的设置，对节点区的荷载传递更为均匀，使荷载逐步、平稳的向节点相邻区域传递。

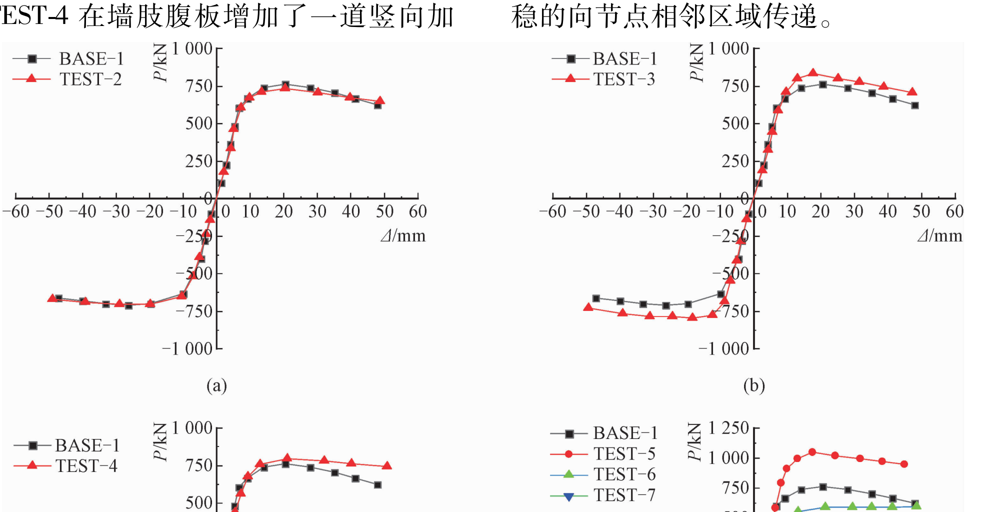


图 13　各试件骨架曲线对比

Fig. 13　Comparison of skeleton curves of each specimen

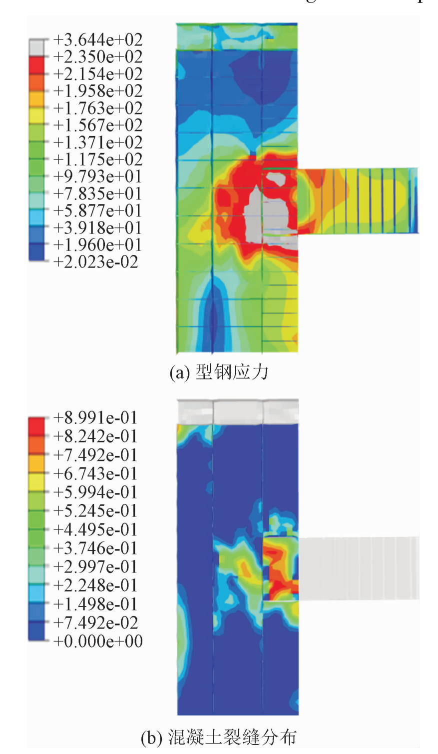


图 14　BASE-1 屈服时对应的应力分布

Fig. 14　Stress distribution corresponding to yielding of BASE-1

5）试件 TEST-5、TEST-6 和 TEST-7 与 BASE-1 的区别在于钢连梁跨度不同，从滞回曲线（图 12e～12g）和骨架曲线（图 13d），可以明显的看出 TEST-5 的滞回曲线更加饱满，其极限承载力较 BASE-1、TEST-6 和 TEST-7 分别提高了 37.4%、76.5% 和 105.2%，但其位移延性较 BASE-1 降低了 33.6%。主要是因为 TEST-5 连梁跨度较短，连梁刚度较大，变形性能较差。而 TEST-6 和 TEST-7 由于其连梁跨高比增加，连梁传递给节点域的弯矩增加，故承载力降低。

3.2　应力及裂缝分布

为了考察混凝土强度、水平加劲肋和竖向加劲肋设置及连梁跨高比对节点区域型钢应力分布及混凝土裂缝分布的影响，对各试件在屈服、极限和破坏阶段的 Mises 应力及混凝土损伤进行分析，如图 14～25 所示。

1）对于 BASE-1 试件，当梁端荷载达 679.24 kN（9.28 mm）时，试件达到屈服状态，此时，节点核心

区部分区域已经屈服,且应力向核心区外发生扩散,核心区上下及核心区连接的腹板均发生了屈服现象,而钢连梁翼缘和腹板应力仍未达到屈服应力(图 14a)。节点周围混凝土出现裂缝,发生了拉压损伤,说明试件的屈服是由于节点的破坏引起(图 14b)。

表 2　特征点及位移延性系数

Tab. 2　Characteristic points and displacement ductility coefficient

试件	P_y/kN	Δ_y/mm	P_m/kN	Δ_m/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	μ	θ/rad
BASE-1	679.24	9.82	760.67	20.37	646.57	49.36	5.03	0.05
TEST-2	667.14	9.49	731.56	20.41	621.83	48.25	5.08	0.05
TEST-3	730.96	10.54	831.58	17.59	706.84	49.75	4.72	0.05
TEST-4	699.55	10.27	797.15	21.12	677.58	49.22	4.79	0.05
TEST-5	996.91	13.15	1045.08	17.41	888.32	43.96	3.34	0.06
TEST-6	485.59	9.43	592.18	21.30	503.35	49.72	5.27	0.04
TEST-7	433.29	13.34	509.41	26.22	433.01	50.35	3.77	0.03

注:θ 为梁端转角。

当梁端荷载达到 760.67 kN(20.37 mm)时,试件达到极限荷载,此时钢连梁应力较小,但围绕节点核心区的墙肢腹板屈服范围进一步加大,混凝土拉压损伤加重(图 15)。当梁端荷载达到破坏荷载时,节点核心区应力已达极限,此时,由于拉结钢筋已达极限应力,对墙肢翼缘约束作用削弱,墙肢翼缘下段出现严重平面外变形,相较于极限状态,混凝土破坏更为严重(图 16)。

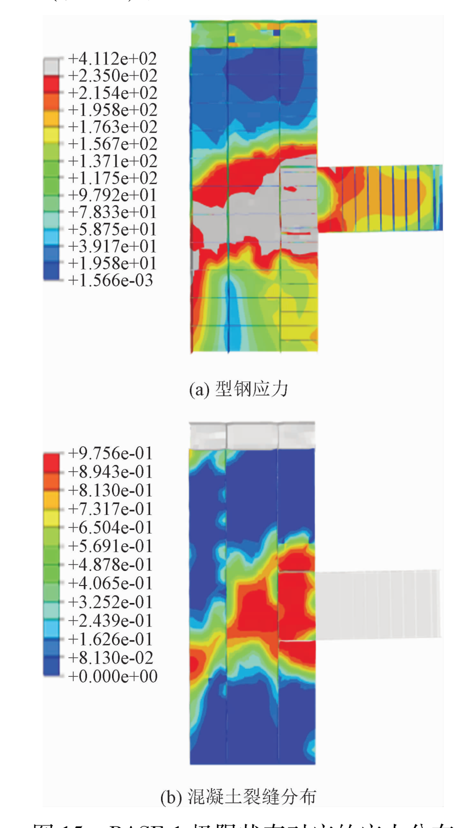


图 15　BASE-1 极限状态对应的应力分布

Fig. 15　Stress distribution corresponding to the limit state of BASE-1

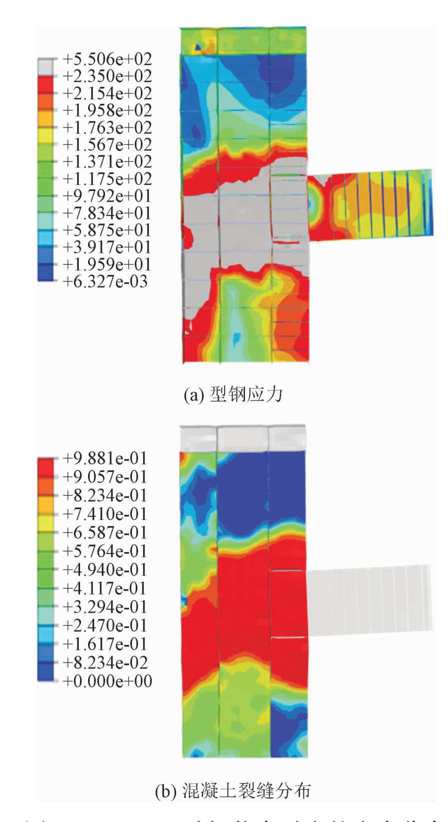


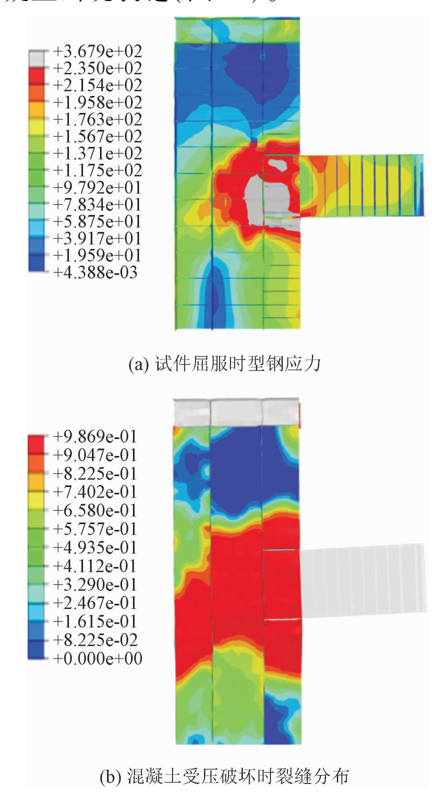
图 16　BASE-1 破坏状态对应的应力分布

Fig. 16　Stress distribution corresponding to failure state of BASE-1

2)对比 TEST-2 和 BASE-1 试件在屈服阶段型钢的应力图和破坏阶段混凝土的受压损伤图(图 17),可以看出混凝土强度的变化对试件节点区域型钢的破坏影响较小,但混凝土强度减小后,混凝土受压损伤从节点区域向上下墙肢扩散更加明显,范围更广。

3)由于试件 TEST-3 设置了水平加劲肋,所以当试件达到屈服状态(10.54 mm)时,可以发现,应力分布不再集中于节点区域,而是扩大到水平加劲肋所围成区域,其中墙肢中部位置部分区域已经屈服,

周围混凝土出现裂缝(图 18)。

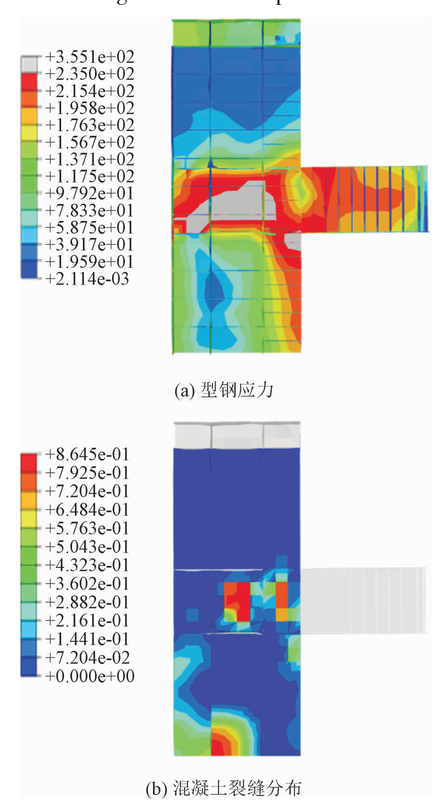


(a) 试件屈服时型钢应力

(b) 混凝土受压破坏时裂缝分布

图 17　TEST-2 试件

Fig. 17　TEST-2 specimen



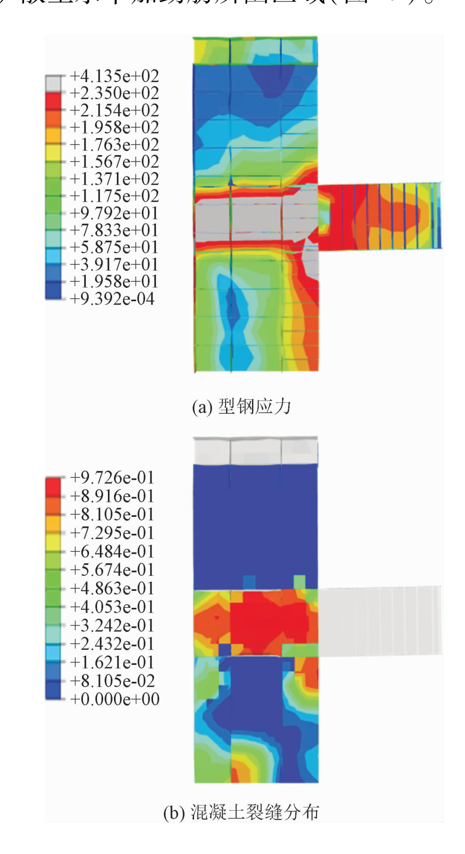
(a) 型钢应力

(b) 混凝土裂缝分布

图 18　TEST-3 屈服时对应的应力分布

Fig. 18　Stress distribution corresponding to yielding of TEST-3

当梁端荷载为 831.58 kN 时，试件达到极限荷载，屈服范围由墙肢中部位置向相邻区格扩散，包括墙肢与连梁连接处下端，应力均达极限，混凝土裂缝分布扩散至水平加劲肋所围区域(图 19)。



(a) 型钢应力

(b) 混凝土裂缝分布

图 19　TEST-3 极限状态对应的应力分布

Fig. 19　Stress distribution corresponding to the limit state of TEST-3

4) 当试件 TEST-4 达到屈服状态(10.27 mm)时，可以发现节点区域的应力分布与 BASE-1 试件基本相同，但此时混凝土裂缝的分布较 BASE-1 集中，这主要是因为墙肢竖向加劲肋的设置有效的阻止混凝土裂缝由节点区域向周围扩散的速度(图 20)。随着位移荷载的增加，试件逐渐达到极限状态，此时试件的应力分布与 BASE-1 相同，但混凝土同样鉴于竖向加劲肋的设置，裂缝的发展较 BASE-1 试件缓慢(图 21)。

5) 与上述试件不同的是，TEST-5 在达到屈服状态(13.15 mm)时，除节点核心区及其相邻区域屈服外，连梁腹板也有部分区域屈服(图 22)，符合强节点的屈服模式；而 TEST-6 在梁端转角达到 0.04 rad 时，钢连梁与节点连接处部分区域破坏严重(图 23)，TEST-7 在梁端转角达到 0.03 rad 时，连梁虽未屈服但节点区域已达极限荷载(图 24)。

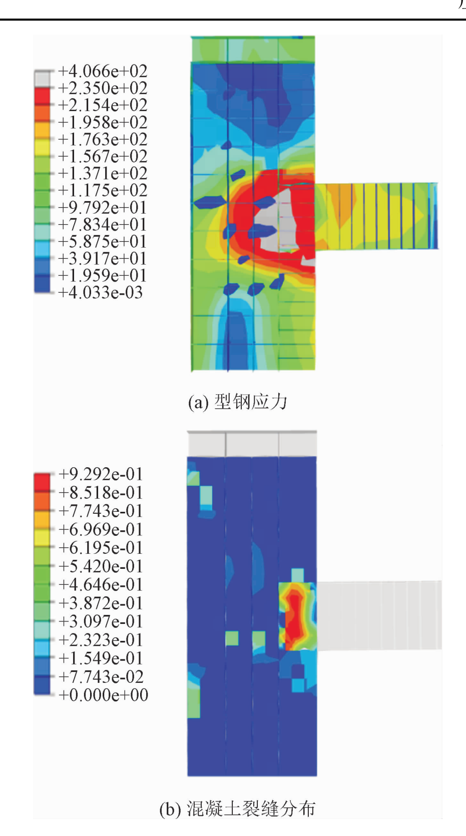


图 20 TEST-4 屈服时对应的应力分布

Fig. 20 Stress distribution corresponding to yielding of TEST-4

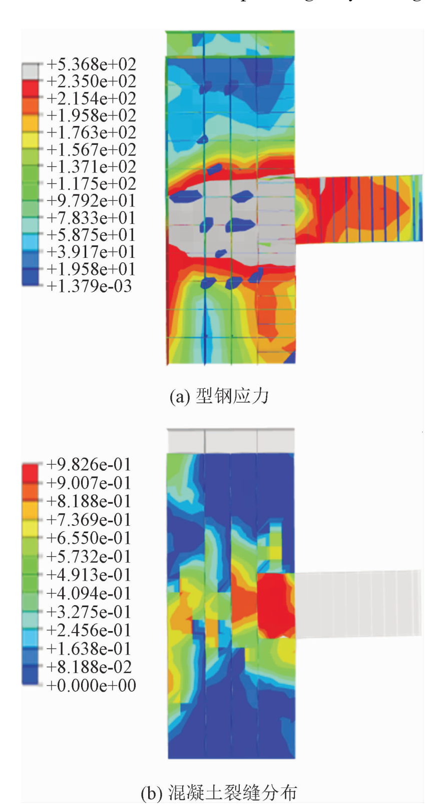


图 21 TEST-4 极限状态对应的应力分布

Fig. 21 Stress distribution corresponding to the limit state of TEST-4

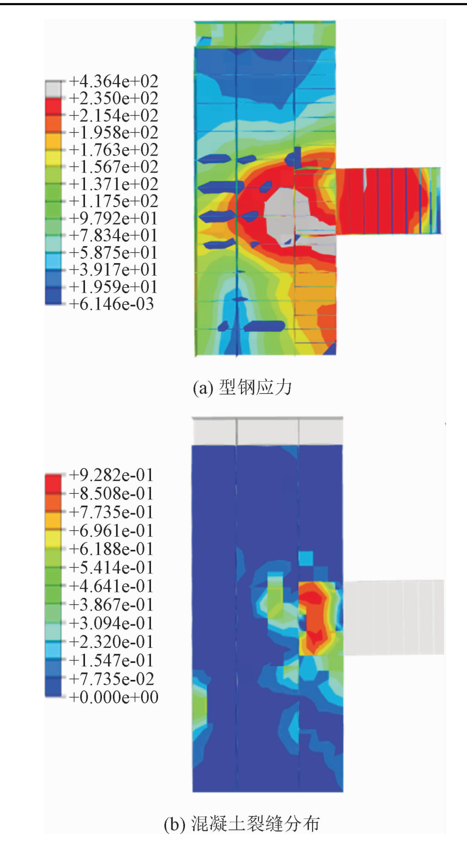


图 22 TEST-5 屈服时对应的应力分布

Fig. 22 Stress distribution corresponding to yielding of TEST-5

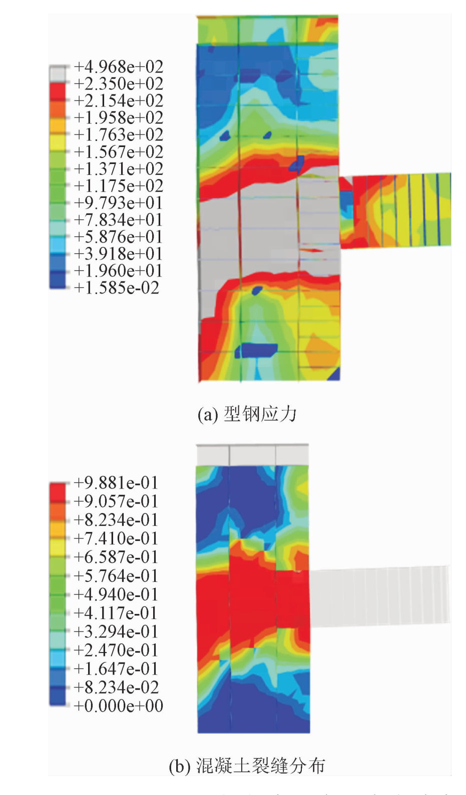


图 23 TEST-6 破坏状态对应的应力分布

Fig. 23 Stress distribution corresponding to the failure state of TEST-6

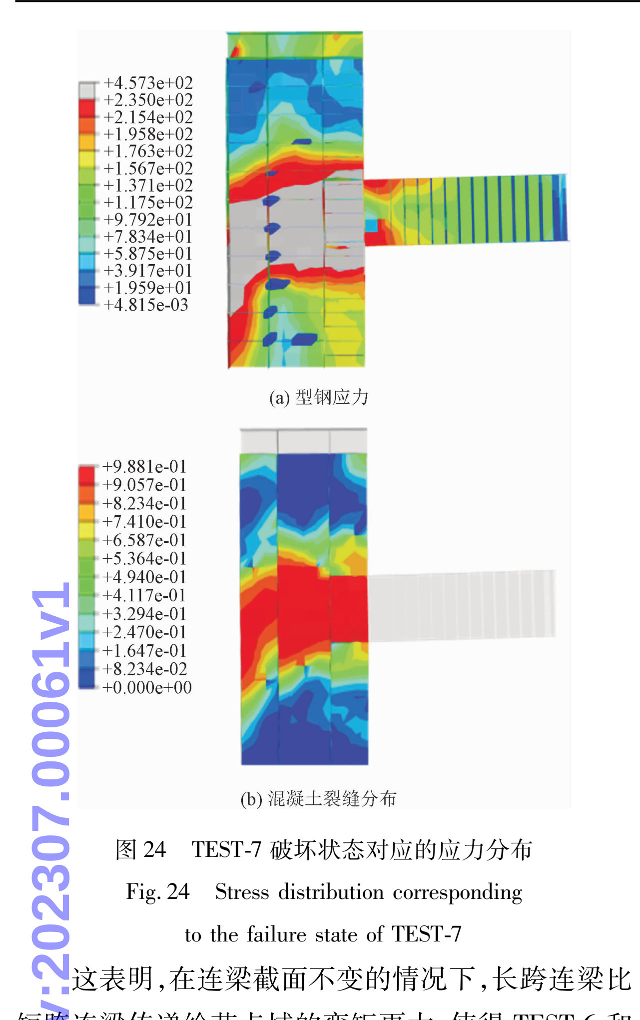


图 24　TEST-7 破坏状态对应的应力分布

Fig. 24　Stress distribution corresponding to the failure state of TEST-7

这表明，在连梁截面不变的情况下，长跨连梁比短跨连梁传递给节点域的弯矩更大，使得 TEST-6 和 TEST-7 节点域的应力大于 TEST-5 节点域的应力，导致节点域过早的进入屈服阶段。也进一步说明，当连梁跨高比大于 3.8 时，梁端极限转角由 0.05 rad 降至 0.03 rad，节点区域易过早屈服。

3.3　刚度退化

为了考察各个参数在循环荷载作用下对试件节点刚度退化的影响，对各试件正向加载的刚度退化曲线进行了对比，如图 25 所示。

对各试件刚度退化曲线分析如下。

1）对比 TEST-2 和 BASE-1 试件的刚度退化曲线，如图 25（a）所示。在加载初期，BASE-1 试件的刚度为 91.47 kN/mm，而 TEST-2 的初始刚度为 88.97 kN/mm，可以看出混凝土强度由 C35 降低到 C30 时，试件 TEST-2 的初始刚度较 BASE-1 低 2.7%；随着循环次数的增加，二者刚度退化曲线趋于一致。

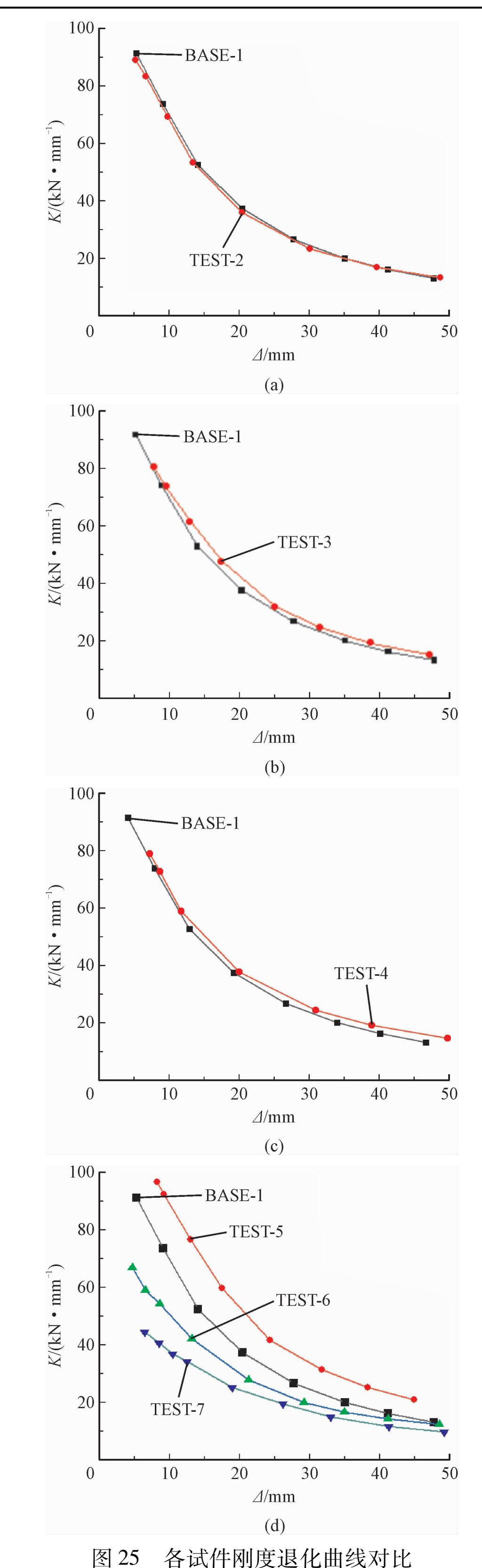


图 25　各试件刚度退化曲线对比

Fig. 25　Comparison of stiffness degradation curves of all specimens

2）分别对比 TEST-3、TEST-4 和 BASE-1 试件的刚度退化曲线，如图 25（b）、（c）所示。可以发现试

件 TEST-3 比 BASE-1 试件的初始刚度低 12.3%，TEST-4 比 BASE-1 试件的初始刚度低 13.8%，可见水平加劲肋和竖向加劲肋的设置对节点初始刚度有较大影响。但随着循环次数的增加，二者刚度退化速率与 BASE-1 趋于一致。

3）试件 TEST-5、TEST-6、TEST-7 与 BASE-1 的刚度退化对比曲线，如图 25（d）所示。TEST-5 的初始刚度为 96.86 kN/mm，TEST-6 的初始刚度为 67.13 kN/mm，TEST-7 的初始刚度为 44.64 kN/mm。可以看出，随着连梁跨高比的增加，试件的初始刚度逐渐降低。较 BASE-1，TEST-5 的初始刚度提高了 5.9%，而 TEST-6 和 TEST-7 则分别降低 26.6% 和 51.2%。从图 25（d）可以直观地看出，随着位移荷载的增加，TEST-5 与 BASE-1 的刚度退化在形式上保持一致。而 TEST-6 和 TEST-7 的刚度退化从初始加载开始，就表现得较为平缓，这也与后者连梁跨高比较大有关。

4　结　论

本研究通过有限元方法模拟了 7 个不同构造措施的钢连梁-部分外包组合剪力墙节点试件在循环荷载下的抗震性能，通过滞回性能、应力及裂缝分布和刚度退化 3 个方面对各个试件进行了分析，结论如下。

1）从滞回性能、位移延性以及刚度退化来看，钢连梁-部分外包组合剪力墙节点的抗震性能良好，滞回曲线饱满且稳定，在加载和卸载过程中，无捏缩现象，刚度退化平缓，其位移延性系数均大于 3。

2）混凝土强度的变化除了对试件初始刚度有所影响，在其他方面与 BASE-1 试件相差不大。水平加劲肋和竖向加劲肋的设置不仅提高了对混凝土的约束作用，而且也有效的阻止了裂缝的扩展速度。此外，加劲肋也是节点区域应力传递的有效途径，其将节点区的应力平稳的传递到相邻区域，使得滞回曲线过渡平缓，对节点抗震性能的提升有益。

3）随着钢连梁跨高比的增加，各试件的承载力和初始刚度降低。值得注意的是，当连梁跨高比大于 3.8 时，梁端极限转角由 0.05 rad 降至 0.03 rad。

参考文献：

[1] ELNASHAI A S, BRODERICK B M. Seismic resistance of composite beam-columns in multi-storey structures. Part 1: Experimental studies[J]. Journal of constructional steel research, 1994, 30(3): 201-229.

[2] BRODERICK B M, ELNASHAI A S. Seismic resistance of composite beam-columns in multi-storey structures. Part 2: Analytical model and discussion of results[J]. Journal of constructional steel research, 1994, 30(3): 231-258.

[3] 方有珍，顾强，申林，等. 薄板混凝土组合截面部分外包组合柱（弱轴）滞回性能足尺试验研究[J]. 建筑结构学报，2012，33(4)：113-120.
FANG Youzhen, GU Qiang, SHEN Lin, et al. Hysteretic behavior of full scale partially encased composite columns (weak axis) fabricated with thin-walled built-up section[J]. Journal of building structures, 2012, 33(4): 113-120 (in Chinese).

[4] 方有珍，陆佳，马吉，等. 薄壁钢板组合 PEC 柱（强轴）滞回性能试验研究[J]. 土木工程学报，2012，45(4)：48-55.
FANG Youzhen, LU Jia, MA Ji, et al. Hysteretic behavior of PEC columns (strong axis) with thin steel plate composite section[J]. China civil engineering journal, 2012, 45(4): 48-55 (in Chinese).

[5] 方有珍，陆承铎，马吉，等. 新型卷边钢板组合截面 PEC 柱（弱轴）滞回性能足尺试验研究[J]. 土木工程学报，2013，46(1)：24-33.
FANG Youzhen, LU Chengduo, MA Ji, et al. Experimental study on hysteretic behaviors of PEC columns (weak axis) fabricated with crimping thin-walled built-up section by full scale[J]. China civil engineering journal, 2013, 46(1): 24-33 (in Chinese).

[6] 方有珍，马吉，陆承铎，等. 新型卷边钢板组合截面 PEC 柱（强轴）滞回性能试验研究[J]. 工程力学，2013，30(3)：181-190.
FANG Youzhen, MA Ji, LU Chengduo, et al. Test study on hysteretic behavior of PEC columns (strong axis) fabricated with crimping thin-walled built-up section[J]. Engineering mechanics, 2013, 30(3): 181-190 (in Chinese).

[7] KINDMANN R, BERGMANN R, CAJOT L G, et al. Effect of reinforced concrete between the flanges of the steel profile of partially encased composite beams[J]. Journal of constructional steel research, 1993, 27(1/2/3): 107-122.

[8] CHEN Y Y, LI W, FANG C. Performance of partially encased composite beams under static and cyclic bending[J]. Structures, 2017, 9: 29-40.

[9] 周雨楠，黄亚男，张其林，等. 短肢 PEC 组合剪力墙的数值模型及公式拟合[J]. 建筑钢结构进展，2020，22(1)：92-100.
ZHOU Yunan, HUANG Yanan, ZHANG Qilin, et al. Numerical model and formula for short-limb PEC composite shear walls[J]. Progress in steel building structures, 2020, 22(1): 92-100 (in Chinese).

[10] 周雨楠，黄亚男，徐国军，等. PEC 短肢剪力墙轴压比影响及承载力计算方法[J]. 佳木斯大学学报（自然科学版），2018，36(6)：843-848.
ZHOU Yunan, HUANG Yanan, XU Guojun, et al. Research on in-

fluence on axial compression ratio and calculation method of bearing capacity of PEC short-limb shears walls[J]. Journal of Jiamusi University(natural science edition), 2018, 36(6): 843-848(in Chinese).

[11] 张其林,黄亚男,吴杰,等.装配式部分外包组合短肢剪力墙抗震性能试验研究[J].施工技术,2019,48(2):100-106.
ZHANG Qilin, HUANG Yanan, WU Jie, et al. Experimental study on seismic behavior of prefabricated partially encased composite shear wall[J]. Construction technology, 2019, 48(2): 100-106(in Chinese).

[12] 万馨,刘振杰,白尧尧,等.钢板混凝土组合剪力墙-钢连梁外肋板节点抗震性能有限元分析[J].应用力学学报,2019,36(3):711-718.
WAN Xin, LIU Zhenjie, BAI Yaoyao, et al. Finite element analysis of the seismic performance of external rib plate joints between composite steel plate and concrete shear wall and steel beam[J]. Chinese journal of applied mechanics, 2019, 36(3): 711-718(in Chinese).

[13] 石韵,周巧玲,苏明周,等.混合联肢部分外包组合剪力墙抗震性能试验研究[J].土木工程学报,2021,54(3):29-40.
SHI Yun, ZHOU Qiaoling, SU Mingzhou, et al. Experimental study on seismic performance of hybrid coupled partially encased composite shear wall[J]. China civil engineering journal, 2021, 54(3): 29-40(in Chinese).

[14] 关凌宇,蒋路,苏明周,等.混合联肢 PEC 墙滞回性能研究[C]//第 28 全国结构工程学术会议论文集.南昌:中国力学学会结构工程专业委员会,华东交通大学,中国力学学会《工程力学》编委会,2019:172-176.

[15] 中华人民共和国住房和城乡建设部.组合结构设计规范:JGJ 138－2016[S].北京:中国建筑工业出版社,2016.

[16] 中华人民共和国住房和城乡建设部.高层民用建筑钢结构技术规程:JGJ 99－2015[S].北京:中国建筑工业出版社,2016.

[17] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局.建筑抗震设计规范:GB 50011－2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.

[18] JI X D, CHENG Y H, LEONG T, et al. Seismic behavior and strength capacity of steel coupling beam-to-SRC wall joints[J]. Engineering structures, 2019, 201: 109820.

（编辑　张璐）